

砂柱を含む粘土の力学的性質に関する研究

THE STUDY ON CONSOLIDATION AND SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOIL CONTAINING SAND PILE

松尾 稔*・久我 昂**・前川行正***

By Minoru Matsuo, Takashi Kuga and Ikumasa Maegawa

1. はじめに

近年軟弱地盤改良工法の一つとして、粘土層に砂柱を打設する工法がしばしば採用されている。これには圧密促進の効果のみを主として期待する sand drain 工法と、粘性土層中に締まった砂柱を打設し、ある程度の圧密促進と同時に砂柱に一種のくい効果を期待しようとする、いわゆる sand compaction pile 工法があることは周知のことおりである。このうち前者に関しては従来から多くの研究調査がなされかなり合理的な設計が可能となっているが、sand compaction pile を打設した複合地盤の支持力特性に関しては研究も少なく、未解明な点が多いといわなければならない。このような複合地盤の支持力に関する解析的な取扱いには非常に困難な点が多く、また解析上用いなければならない多くの単純化した仮定のためにややもすると地盤の実際的な挙動、すなわち応力分布、変形、破壊現象などの実状と著しく隔たりのある解析を行なう危険がある。しかしながらこの種の問題を一挙に解決することはほとんど不可能であり、実験的研究とあわせ逐次実状にあった解析の方向を見出していくなければならない。この意味で、単純化した条件下にある砂柱を含む粘土供試体についての種々の力学的性質を明らかにすることは非常に重要なことであり、このような複合地盤の支持力特性を解明するための基礎として必須であると考えられる。

本論文は、砂柱を含む円筒形粘土の圧密やせん断強さに関して三軸圧縮試験により得られた結果を示し、種々の考察を加えたものである。

2. 実験に用いた土試料、供試体その他

実験には表-1に示す2種類の粘性土を用いた。(A), (B) 両者とも完全に脱気、飽和したあと 0.5 kg/cm^2 の鉛直荷重で再圧密した乱した粘土である。また砂柱部の

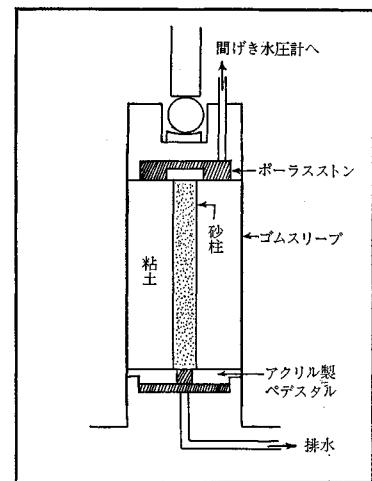
砂には豊浦標準砂を用いた。

供試体は直径 3.5 cm, 高さ 8 cm の円柱形のもので、その中心部に種々の直径および密度の砂柱を有する。粘土の中心部に所定の径の孔をうがつには 2, 3 の工夫をこらしたモールドとドリルを用い、この孔中に砂を充てんした。また試験開始に先だち砂柱は完全に水で飽和させた。

間げき水圧と排水量の測定は図-1に示すような特殊なキャップとペデスタルを通して行なった。圧密中の間げき水圧は粘土部で測定

し、排水は砂柱からのみ行なった。また圧密終了後排水栓は間げき水圧測定装置に連結されて、せん断中の砂柱および粘土中の間げき水圧が同時に測定できるようになっていている。また供

図-1 供試体断面



試体全体として側方変位を許さない圧密の場合には、供試体の中央部に設置された側方ひずみ計が用いられた。

3. 圧密について

(1) 圧密理論の概要

ゆるい砂柱を含む粘土の圧密、すなわち sand drain の理論と現象に関しては Barron¹⁾ を始め Rendulic²⁾,

表-1 試料土の物理的性質

試料	粒度組成			単位重量 (g/cm ³)	間げき比	含水比 (%)	LL (%)	PL (%)
	粘土分 (%)	シルト分 (%)	砂分 (%)					
A	12.0	53.0	35.0	1.68	1.39	52.6	62.8	30.5
B	41.5	54.5	4.0	1.69	1.38	52.0	67.5	43.3

* 正会員 工修 京都大学助教授 工学部土木工学科教室

** 正会員 工修 八幡製鉄(株)

*** 正会員 鹿島建設(株)

Richart³⁾, Schiffman⁴⁾ その他多数の研究者や技術者によって研究が行なわれ、またこれらが多くが Terzaghi によって確立された一次元圧密理論⁵⁾に立脚していることは周知のとおりである。sand drain を問題にする場合、地表面への載荷重の条件、すなわち地表面に生ずる沈下の状況の相違により特徴的にみて、いわゆる “free vertical strain” と “equal vertical strain” の2つの典型的な場合があるが、この両者の解の差はわずかであり、实际上あまり問題にならないことが Barron や Richart の研究によって示されている^{3), 4)}。

さてこの種の圧密問題に関して、“土塊内の圧縮ひずみはすべて鉛直方向に生じ側方に変位がない” という条件で Terzaghi の一次元圧密理論の有するすべての仮定を踏襲したうえでこれを拡張した圧密の微分方程式は円筒座標表示で式(1)のように書ける。この場合1本の砂柱による6角形の影響圏をこれと等面積の円に置き代えて議論が進められていることはよく知られているところである。

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} = c_{vr} \left\{ \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right\} + c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 u は時間 t 、位置 (r, z) における粘土の過剰間げき水圧、 \bar{u} は位置的に平均した過剰間げき水圧、 c_{vr}, c_v はそれぞれ放射および鉛直方向の水の流れによる圧密係数である。

鉛直方向の水の流れが無視できる場合には式(1)の右辺第2項がなくなつてつぎのようになる。

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} = c_{vr} \left\{ \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right\} \quad \dots \dots \dots (2)$$

“No smear and No Well Resistance” の場合について Barron はつぎの境界条件、

- (i) $t=0$ において初期間げき水圧 u_0 は土塊全体について等分布する、すなわち $u=u_0$
 - (ii) $t>0$ において砂柱の外周面(半径 r_s)で $u=0$
 - (iii) $t>0$ において影響圏の外周面(半径 r_e)で水の流れがない、すなわち $\partial u / \partial r = 0$
- のもとで式(2)を解き、つぎの解を得た¹⁾。

$$u = \frac{4 \bar{u}}{d_e^2 F(n)} \left[r_e^2 \log \varepsilon \left(\frac{r}{r_s} \right) - \frac{r^2 - r_s^2}{2} \right] \quad \dots \dots \dots (3)$$

ここに、

$$\begin{aligned} \bar{u} &= u_0 e^\lambda \\ \lambda &= \frac{-8 T_h}{F(n)} \\ F(n) &= \frac{n^2}{n^2 - 1} \log \varepsilon(n) - \frac{3 n^2 - 1}{4 n^2} \end{aligned} \quad \left. \right\} \dots \dots \dots (4)$$

であり、 ε は自然対数の底、 T_h は時間係数、 d_e は影響圏の直径、 d_s は砂柱の直径、 n は d_e の d_s に対する比である。

(2) 実験結果と考察

実験には多孔板付きのアクリル製キャップを用いたので沈下の条件はすべて “equal vertical strain” の状態である。表-1 の試料(A)(以下試料(A)を用いた試験を単に(A)と略称する)に関しては砂柱直径(厳密にはドリルの直径) d_s が 1.24 cm の供試体について側圧、砂柱密度などを変えた等方圧密試験を行なった。また試料(B)(以下試料(B)を用いた試験を単に(B)と略称する)に関しては $d_s = 0.7, 1.0, 1.5$ cm の3種類の供試体について多くの等方圧密試験と側方変位のない圧密試験(以下 K_0 -test と書く)を実施した。 K_0 -test では鉛直圧力を終始一定に保ち、側方変位が生じないよう側圧を減少させていった。

図-2, 3 は(B)に関して供試体上面の粘土部で測定した間げき水圧を時間に対して描いた一例である。図-2 は等方圧密、図-3 は K_0 -test の結果であり、両図には参考のため砂柱を有しない粘土単独供試体の結果も併記してある。これらの図をみると当然の帰結として砂柱径 d_s が大であるほど圧密促進の効果は著しく、全般に粘土単独供試体の場合にくらべて約 10 倍の速さで過剰間げき水圧が消散している。図中の点線は、実験曲

図-2 圧密一時間曲線(等方圧密)

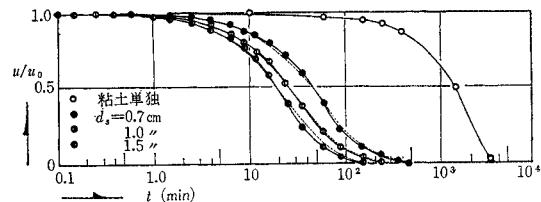


図-3 圧密一時間曲線(K_0 -test)

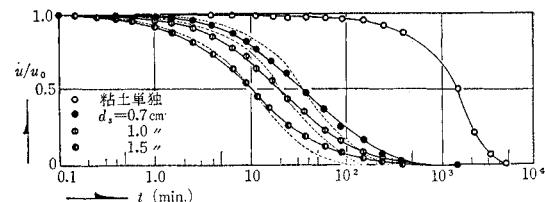
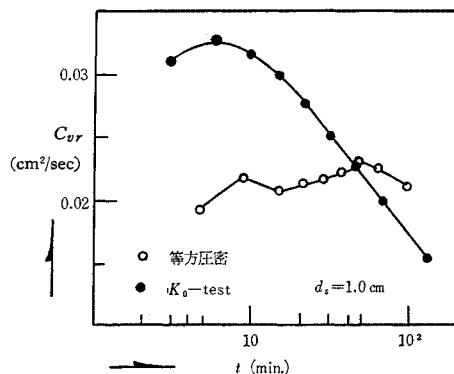


図-4 圧密係数の経時変化



線における圧密度 50% 時の圧密係数を用いて Barron の式(4)により計算した理論曲線である。理論曲線は等方圧密の場合に関して特によい一致を示しているが、 K_0 -test では圧密曲線の初期と終期でやや実験曲線より逸脱している。これは主として実際の圧密過程中に生ずる圧密係数の経時変化の大小に起因していると考えられる。試みに図-2, 3 における $d_s=1.0 \text{ cm}$ の実験曲線に関して Barron 式の時間係数を用いて圧密係数を逆算した結果が図-4 である。この図によると等方圧密の場合には c_{vr} の経時変化はほとんど無視できるほど小さいのに対し、 K_0 -test の場合にはその変化はかなり大きく、圧密初期における値は終期における値の約 3 倍程度となっている。

周知のように Barron の一連の式の誘導には“排水による圧縮ひずみは鉛直方向にのみ生じ、側方に変位がない”という基本仮定が用いられている。したがってこの意味では Barron 式による曲線は K_0 -test の結果によりよい一致を示すべきであると考えられるが、反面“側方変位がない”とする仮定の裏には当然“外圧の異方性”，すなわち土塊内において時間とともに変化する“主応力差の発生”という事実が存在するはずである。しかし Barron は (Terzaghi の一次元圧密理論に関して同じであるが) この点に関して何ら言及せず、したがって式の中に主応力差によって生ずるダイレイタンシー効果を入れていない。ところが実際には側方変位のない状態においては特に圧密終期にダイレイタンシー効果が顕著になって圧密の終了を遅らせるから、これが結果的に Barron の式を用いるかぎり計算上必然的に c_{vr} の減少という形になってあらわれてくるものと考えられる。ここに Barron 式の有する 1 つの問題点があり、側方変位がない条件での式であるにもかかわらず “ c_{vr} 一定” の仮定を含むことから、結果的に実際上 “ c_{vr} が一定に近い” ことが支配的要素になり、図-2 のような場合によりよい一致を示すことになる。以上のことから透水係数の時間的变化を考慮に入れて誘導されている Schiffman の式⁴⁾のほうがより厳密で一般性があるが、彼も外圧の異方性という観点から圧密係数の時間的变化を考慮したのではないから K_0 -test の結果の説明には適当でない。しかし実際問題としては c_{vr} の推定にはいる誤差やその他種々の単純でない条件を考えると、図-2, 3 からもわかるように実用上は Barron の式で十分であろう。なお図は省略してあるが、(A) に関して行なわれた等方圧密試験においても実験曲線は圧密度 50% 時の c_{vr} を用いて計算した Barron 式の結果と非常によい一致を示した。

さて図-2, 3 を比較してみると、その間げき水圧の経時変化に大差はないが、一方の曲線を単に平行移動しただけでは他方の曲線に重ならないことは明らかであ

り、等方圧密にくらべて K_0 -test では圧密初期において間げき水圧が早く消散し、反対に圧密終期において遅れている。これは主としてつぎの原因に起因している。すなわち K_0 -test では、圧密の初期には側圧の減少とともに平均圧力の減少が間げき水圧減少に大きく寄与するのに対し、圧密の後期には次第に増加する主応力差のために発生する付加的間げき水圧が量的にみて支配的になってくるためであると考えられる。これは沖積粘土の圧密に関してすでに赤井によって指摘されている事実⁵⁾と同傾向である。

つぎに体積変化についてみてみる。排水量自体およびこれを元の全体積で除した体積ひずみは砂柱径の小なるほど、すなわち粘土部分の体積が大であるほど大きくなるが、各時間の体積ひずみを圧密終了時の全体積ひずみで除した値の経時変化を図示するとたとえば図-5, 6 のようになる。これらの図は粘土中の間げき水圧に関する

図-5 体積ひずみの経時変化(等方圧密)

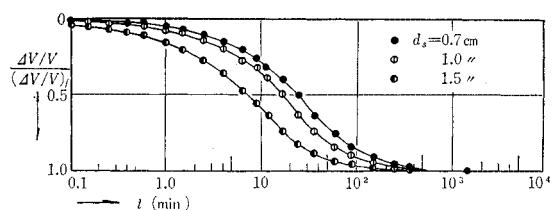


図-6 体積ひずみの経時変化(K_0 -test)

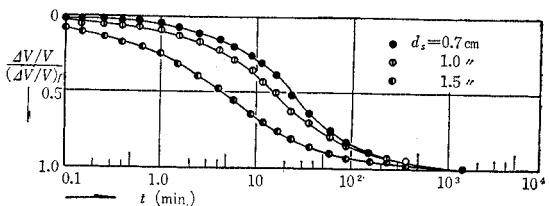


図-2, 3 と類似であるが、この両者を比較すれば体積ひずみの変化過程が間げき水圧の消散過程よりも時間的に少し先行することがわかる。これは体積変化と間げき水圧の減少、すなわち有効応力の増大との間に理論どおりにはいかない時間遅れのあることを示している。体積ひずみが平均有効応力 σ_m' と密接な関係を有することはよく知られているが、等方圧密と K_0 -test の場合に関して同一 σ_m' に対する体積ひずみを比較すると、砂柱径の大小にかかわらず K_0 -test のほうが全般に大きい。図-7 は一例として圧密開始時の等方周圧が 5 kg/cm^2 の場合を図示したものである。正規圧密粘土に関して同様の事実はすでに赤井によって示され、この両者の相違は K_0 -test におけるダイレイタンシー効果に依存すると説明されている⁶⁾。今回のようなかなり密度の高い砂柱を含む正規圧密状態の粘土供試体の場合は、主応力差は砂柱部と粘土部において互いに逆のダイレイタンシー効果をも

図-7 体積ひずみと平均有効応力の関係

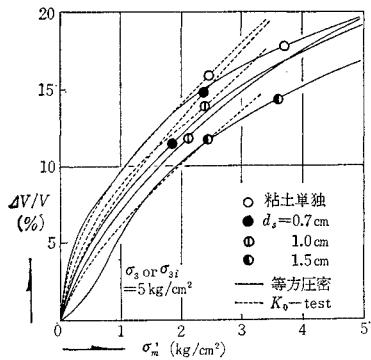
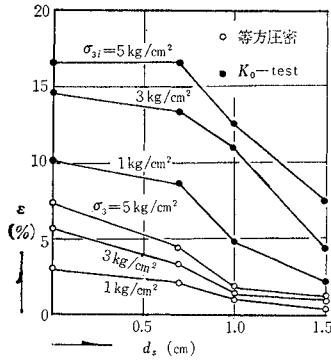


図-8 鉛直ひずみと砂柱径の関係



時の側圧をパラメーターにして描いたものである。等方圧密と K_0 -test の結果を比較すると、図-7 に示したように全体としての体積変化にはあまり相違がないにもかかわらず、 K_0 -test における鉛直ひずみは等方圧密の場合の約 2~3 倍の大きさに達している。これは K_0 -test では側方の変位が拘束されていることからその体積変化がすべて鉛直方向の沈下量に移化される当然の帰結である。またこの図をみると砂柱を含む複合土供試体の沈下量は、粘土単独供試体の沈下量に比較して一般にかなり小さくなることが明らかである。そしてこの程度は砂柱径が大であるほど大きく、特に $d_s = 1.0 \text{ cm}$ ($n = 3.5$) 以上でその傾向が顕著である。このことは粘性土中に適当な径の砂柱を打設することにより沈下量をかなり大幅に減少させうることを示す重要な事実であるが、同時に砂柱打設による沈下量の低減と圧密促進による粘土の強さ増大の期待は相反する現象の期待であることについて注意すべきであり、複合地盤の設計にはいずれの効果をどの程度期待するかが重要問題であることはいうま

たらす。したがってこのようないろいろな異方圧力下にある複合土の全体としての体積変化は砂の密度と粘土の応力履歴や強さ、あるいは外圧の大きさなどに支配され、一般に非常に複雑であって現段階では一般性のある定量的结果を示唆することは不可能である。

図-8 は砂柱径を変化させた場合の圧密終了時の沈下量を鉛直方向のひずみで表示したもので、圧密開始

でもない。さてこのように砂柱を含むことによる沈下量の減少は主として鉛直圧力の砂柱への集中に起因するものと考えられる。これは “equal vertical strain” の条件下における砂柱部と粘土部の圧縮特性の相違に原因する結果であり、ばらついてはいるが圧密終了時の粘土部分の含水比を圧密終了時の供試体全体としての平均有効応力 σ'_m に対して描いた例である図-9 も上記の事実の存在を支持している。なおこの種の砂柱による沈下減少の事実は茨木によても報告されている⁷⁾。

鉛直圧力が砂柱へどの程度集中するか、すなわち砂柱部と粘土部の荷重分担比がどの程度になるかということは複合地盤の設計上非常に重要な問題である。実際現象はそのときどきの条件によって非常に複雑なものになるに違いないが、つぎのような単純化によりごく大ざっぱな推定が可能であろう。すなわち砂柱部、粘土部ともにその圧縮ひずみは鉛直方向にのみ生ずるものと仮定すると、砂柱部および粘土部の最終沈下量 S_s 、 S_c はつぎのように書いて大過ないであろう。

$$\left. \begin{aligned} S_s &= H_0 \frac{C_{cs}}{1+e_{os}} \log \frac{\sigma_{os} + \sigma_s}{\sigma_{os}} \\ S_c &= H_0 \frac{C_{cc}}{1+e_{oc}} \log \frac{\sigma_{oc} + \sigma_c}{\sigma_{oc}} \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

ここに添字 s は砂を、また c は粘土を表わし、 C_{cs} は圧縮指數、 σ_0 は先行荷重、 $\sigma_{s,c}$ は砂柱部あるいは粘土部に実際に作用する鉛直圧力であり、 H_0 は鉛直方向の層の厚さである。一方影響圏全体に関する平均鉛直圧力を σ とすると次式が成立する。

$$d_e^2 \sigma = d_s^2 \sigma_s + (d_e^2 - d_s^2) \sigma_c \quad (6)$$

いま

$$\left. \begin{aligned} \frac{d_e}{d_s} &= n \\ \frac{\sigma_s}{\sigma_c} &= N \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

とおくと、式(6)、(7)から σ_s 、 σ_c は結局つぎのように書くことができる。

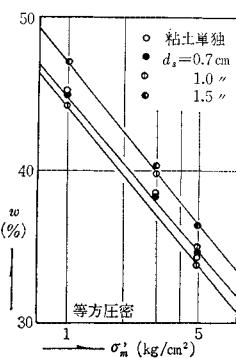
$$\left. \begin{aligned} \sigma_s &= \frac{Nn^2}{N+n^2-1} \sigma \\ \sigma_c &= \frac{n^2}{N+n^2-1} \sigma \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

式(8)を式(5)に用い、“equal vertical strain”的条件下にある場合を考えて $S_s = S_c$ と置くと、

$$\left. \begin{aligned} \frac{C_{cc}}{1+e_{oc}} \log \left(1 + \frac{n^2}{N+n^2-1} \frac{\sigma}{\sigma_{oc}} \right) \\ - \frac{C_{cs}}{1+e_{os}} \log \left(1 + \frac{Nn^2}{N+n^2-1} \frac{\sigma}{\sigma_{os}} \right) = 0 \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

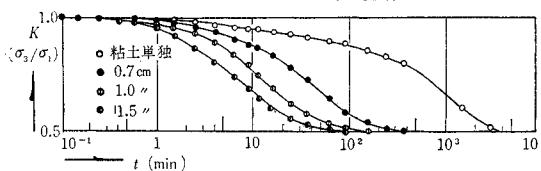
式(9)中 N 以外の各値を推定することができれば、この式を用いて概略の N 値を知ることができる。しかしここで特に注意しなければならないのは、実際には圧密の進行にともない N 値は変化すると考えるのが自然

図-9 含水比と平均有効応力の関係



であり、また鉛直荷重を受けた砂柱あるいは粘土部は以上の仮定のように一次元的には圧縮されずに、ある程度の側方変位をともなうということである。したがって式(9)はあくまで N 値の既値を知る一つの手段にすぎない。このことは σ_{os} , C_{cs} の推定の際の問題点を考えても当然のことといえる。すなわち式(9)による計算で問題となるのは σ_{os} , C_{cs} の推定の困難さである。砂の一次元圧縮の場合間げき比 e と鉛直圧力 σ の関係は初期間げき比や応力履歴、さらに締固めの手段などによって大幅に異なり、一般に σ_{os} , C_{cs} を一義的に決定することがむずかしい。 C_{cs} に関しては、初期条件により $e \sim \sigma$ 関係が異なり、また半対数紙上で直線から多少逸脱しても C_{cs} における効果はそれほど大でなく、実質増分荷重の範囲を極端に誤まらないかぎり式(9)による粗雑さ程度の計算には実質上あまり問題はない。しかし一方 σ_{os} の推定は一般にかなり困難である。ある初期間げき比を有する砂をある大きさの鉛直荷重によって静的に圧縮したのちに、さらに所定の鉛直増分荷重が付加されるような場合には、これに対応するような静的一次元圧縮試験による $e \sim \log \sigma$ 曲線を利用することであまり問題はないが、一般的の sand compaction pile 工法のように砂柱を振動などによって締固める場合には、付加される静的鉛直載荷の以前にどの程度の載荷効果を受けたか、すなわち σ_{os} としてどのような値をとるかによって式(9)による計算結果の良否が左右されることに注意しておかなければならない。

なお K_0 -test の場合、圧密の進行にともなう側圧の減少過程の一例をあげると 図-10 のようである。この図の縦軸には側圧と鉛直圧力の比 ($K = \sigma_s / \sigma_v$) がとっている。この図からわかるように K の減少は d_s が大であるほど早く、また K は 1 から次第に減少して圧密終了時には 0.5 に漸近している。粘土単独供試体に関しては、圧密終了時に K が大体 0.5 となることがすでに明らかにされているが^⑤、砂柱を含む複合土も同傾向を示すことは興味深い。

図-10 $K = \sigma_s / \sigma_v$ の経時変化

4.せん断強さについて

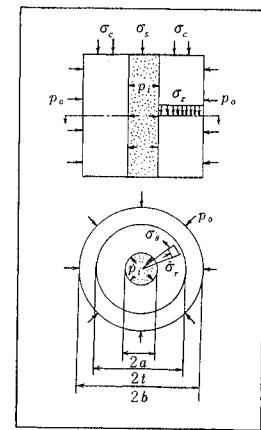
砂柱を含む粘土供試体のせん断強さは、複合地盤の支持力に関する設計上最も重要な基本的な問題であるが、茨木^{⑦, ⑧}による実験的研究以外あまり発表されたものもなく、現在まで未解明な点が非常に多い。本章では始めにこの種の問題に関する二次元弾塑性論に基づく理

論的な取扱いの可能性と理論の構成上の問題点や限界に触れ、その後に三軸圧縮試験の結果とこれに対する種々の考察を示す。

(1) 二次元弾塑性問題としての取扱いの可能性について

砂柱を含む粘土供試体あるいはこのような単位の集合である複合地盤の破壊には特徴的にみてつぎのような場合が考えられる。すなわち(1)砂柱打設中または打設直後、砂柱をとおして粘土部分に伝達される横圧力が大であるため粘土に破壊が生ずる場合。この場合を非常に単純理想化して考えると、図-11に示すある平面内の応力を關して σ_θ あるいは σ_r がそれぞれ最大または最小主応力に、 σ_z が中間主応力に近い状態になって破壊が生ずるものと考えられる。(2)砂柱の打設が終りその後盛土その他の大きな載荷重を受けた場合や、ある荷重で圧密されたあとにさらに大きな荷重が付加された場合に、非排水に近い状態で粘土部そして砂柱を含む全体が破壊に至ったり、また地下水位の高い複合地盤の切土のように地下水位の復元とともに安全率が低下してついに破壊に至るような場合。このときはおそらく図-11の σ_z が最大あるいは最小主応力に近いものとなるであろう。(3)粘土部分の圧密が進み、粘土部分に作用する鉛直圧力に比較して砂柱に著しい圧力集中を生じ、砂柱自体、そしてついに砂柱を含む全体が破壊する場合。砂柱がいったん破壊しても、これが周囲の粘土に与える変形量が粘土を破壊に至らしめるほど大でない場合は、砂は再圧縮を受け、したがって載荷重は再び等分布し、粘土部の沈下 → 砂柱への圧力集中 → 粘土部への横圧力増大をくり返し、最終的に落着くか、または破壊することになるであろう。このような破壊が生ずるとすればその主応力間の大小関係は(1)の場合と同様になるであろう。

図-11 理想化された応力状態



さてこの種の問題に比較的類似した問題として、歴史的に古くから研究されてきたものに二次元弾塑性問題としての内外圧を受ける厚肉中空円筒の問題がある。たとえば金属に関しては Hill^⑨, Steel^⑩, Hodge^⑪などの理論的、実験的研究があり、土に関してもやはり二次元弾塑性問題としての取扱いにおいて掘削孔周辺の応力状態を決定しようとした Terzaghi の研究^{⑫, ⑬}や中空円筒形粘土の応力状態の解析に関する Fröhlich の研究^⑭な

どがある。さらに Wu¹⁵⁾ らは主として中間主応力が粘土のせん断強さにおよぼす影響を調べるために、内外周に等分布荷重を受ける中空円筒形粘土の力学的性質を理論的、実験的に研究している。

内外周にそれぞれ等分布圧力 p_i, p_o を受ける中空円筒形弾塑性体が平面ひずみ問題として取扱える場合には、内圧力の増大とともに塑性領域は円筒内壁より内部へと同心円的に拡大していく。そして弾塑性境界の半径を t とすると、円筒の任意水平断面上の中心から半径 r における弹性領域内の中心方向およびこれに直角方向の応力 σ_r, σ_θ は Lamé の解の拡張としてつぎのように書けることはよく知られている^{16), 17)}。すなわち $t \leq r \leq b$ において、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= -\frac{t^2 b^2 (p_t - p_o)}{(b^2 - t^2) r^2} + \frac{(p_t t^2 - p_o b^2)}{(b^2 - t^2)} \\ \sigma_\theta &= \frac{t^2 b^2 (p_t - p_o)}{(b^2 - t^2) r^2} - \frac{(p_t t^2 - p_o b^2)}{(b^2 - t^2)} \end{aligned} \right\} \quad \dots \dots \dots (10)$$

ここに、 p_t は弾塑性境界上に働く方射方向の圧力、 a, b はそれぞれ円筒の内径と外径であり、上式は弹性学の慣習にしたがい圧縮を負として表示してある。

一方 σ_z が中間主応力に近い状態にあり、破壊が Mohr-Coulomb の破壊規準にしたがうとすれば塑性領域では、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_\theta &= \sigma_r N_\varphi - 2c\sqrt{N_\varphi} \\ N_\varphi &= \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \end{aligned} \right\} \quad \dots \dots \dots (11)$$

をつりあい式

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{(\sigma_r - \sigma_\theta)}{r} = 0 \quad \dots \dots \dots (12)$$

用いて解くとつぎのようになる。すなわち $a \leq r \leq t$ において、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= - \left\{ p_i + \frac{2c\sqrt{N_\varphi}}{(N_\varphi - 1)} \right\} \left(\frac{r}{a} \right)^{(N_\varphi - 1)} + \frac{2c\sqrt{N_\varphi}}{(N_\varphi - 1)} \\ \sigma_\theta &= - \left\{ N_\varphi p_i + \frac{2c\sqrt{N_\varphi^3}}{(N_\varphi - 1)} \right\} \left(\frac{r}{a} \right)^{(N_\varphi - 1)} \\ &\quad + \frac{2c\sqrt{N_\varphi}}{(N_\varphi - 1)} \end{aligned} \right\} \quad \dots \dots \dots (13)$$

ここに、 c, φ はいわゆる粘着力と内部摩擦角であり、式 (13) はすでに Wu によっても求められている¹⁸⁾。ところで $r=t$ において式 (10) と (13) における σ_r は連続しなければならないから、この条件により p_t はつぎのように求められる。

$$p_t = \left\{ p_i + \frac{2c\sqrt{N_\varphi}}{(N_\varphi - 1)} \right\} \left(\frac{t}{a} \right)^{(N_\varphi - 1)} + \frac{2c\sqrt{N_\varphi}}{(N_\varphi - 1)} \quad \dots \dots \dots (14)$$

式 (10), (13), (14) より、 p_i, p_o が与えられたときの理想的な平面ひずみ状態における弹性および塑性領域

の応力が一応決定されるわけであるが、逆にいってこれらの式では塑性領域を $r=t$ まで進めるのに必要な p_i, p_o を求めることはできない。工学的な意味でわれわれが知りたいのは t がいかなる大きさになったときに巨視的な意味での複合土の破壊と考えればよいのか、またその t まで塑性領域が拡大されるための p_i, p_o の大きさはどの程度か、さらに p_i, p_o と表面載荷重との関係はどういうにして決定すればよいかなどである。たとえば $t=b$ になったときに複合土の破壊と考え式 (13) で $r=t, \sigma_r = -p_o$ として p_i と p_o の関係をきめ、さらに砂柱表面の鉛直圧力と p_i との間にある関係を仮定するとか、あるいはまた円筒全体がまだ完全に弹性状態にあるとして求められる円筒外周の側方変位がないとして p_i と p_o の関係をきめ、やはり砂柱表面の鉛直圧力と p_i の間にある関係を仮定したうえで $t=a$ すでに全体の破壊と考え、結局砂柱への鉛直圧力がいくらになったときに破壊であるというようにするのが一つの手段として考えられる。しかし中空円筒形粘土の内外周に水圧などの z 方向に理想的な等分布圧力を与えうる小さな三軸供試体ならともかく、砂柱を含む粘土供試体、特に外圧と比較して土の自重が無視できない現地の複合地盤の場合、平面ひずみ問題と考えるのはあまりにも現状と離れすぎ、さらに不確かな砂柱への鉛直圧力の集中に関する仮定、砂柱をとおして粘土に伝わる p_i の大きさや分布の推定の困難さを考えるとあまりにも問題点の多すぎることがわかる。

さて始めて述べた (2) のような破壊の場合、すなわち粘土部の σ_z が一般に非常に大きくなつて破壊に至る場合にはこのような方法での理論的な取扱いはさらに困難さを増し、上述した実状との隔たりもますます大きくなる。この場合にはもはやいかに都合よく解釈しても平面ひずみ状態になるとは考えられないが、仮りにそのように仮定したとしても応力間の関係式はつりあい式のほかに破壊条件式、

$$\sigma_z = \sigma_r N_\varphi - 2c\sqrt{N_\varphi} \quad \dots \dots \dots (15)$$

だけであり、明らかに始めから条件式が一つ不足である。ここで Wu のように plastic potential の理論を導入したり¹⁵⁾、あるいはまた Haythornthwaite が置いた¹⁸⁾ように、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_\theta &= k \sigma_z + (1-k) \sigma_r \\ 0 &\leq k \leq 1 \end{aligned} \right\} \quad \dots \dots \dots (16)$$

として $\sigma_z, \sigma_\theta, \sigma_r$ について解き、 k を適当に仮定する方法などが考えられるが、たとえば式 (12), (15), (16) を解くと p_i と砂柱表面の応力との関係など前述した問題点があるのはもとより、平面ひずみ状態の仮定の当然の帰結として $\sigma_z, \sigma_\theta, \sigma_r$ は z に無関係となる。前述したように理想的な条件下にある小さな三軸用粘土供試体ならともかく、複合土供試体やさらに現地複合地盤にい

たってはこのような単純化を容認することはできない。

以上の考察より砂柱を含む粘土のせん断強さに関しては、二次元弾塑性問題としての厚肉中空円筒の考え方方は参考にはなりえても、準用あるいは拡張使用することにはなはだ問題が多いといわなければならぬ。現時点においてはまず現象を正しく把握していくこと、すなわち実験的研究の積み重ねがきわめて重要であると考えられる。

(2) 実験結果と考察

実施したせん断試験は、主として非圧密非排水せん断試験と圧密非排水せん断試験の2種類であり、両者ともひずみ制御でせん断した。

a) 非圧密非排水せん断試験 ここで非排水というのは“砂柱部と粘土部で多少の水の移動はあるかも知れないが、全体として外部への排水はない”という意味である。せん断速さは(A)の場合 $1.33\%/\text{min}$ 、(B)の場合が $1\%/\text{min}$ である。また砂柱の密度は大、中、小の3種類に変えたが、密度大というのは最初ドリルでうがった孔の体積が砂充てん時にも変化がないとしたとき、密度が 1.7 g/cm^3 になるように砂をつめたことを意味する。同様に密度中、小はそれぞれ $\gamma=1.6, 1.5\text{ g/cm}^3$ であるが、砂充てん時にドリル孔はある程度押し抜けられるであろうから、実際の密度は上述したものより小さいと考えられる。

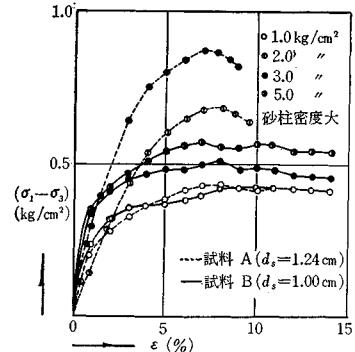
(B)に関して側圧 $\sigma_3=3\text{ kg/cm}^2$ の場合について、主応力差 $(\sigma_1-\sigma_3)$ と鉛直方向の軸ひずみ ϵ との関係を砂柱径 d_s をパラメーターにして描いた一例が図-12である。この図には粘土単独供試体、すなわち $d_s=0$ の場合の $(\sigma_1-\sigma_3)\sim\epsilon$

図-12 主応力差と鉛直ひずみの関係

関係も併記してあるが、この図から同一側圧下においてせん断強さおよぶ砂柱の効果は明らかである。 $d_s=1.5\text{ cm}$ ($n=2.33$) の場合にはこの効果が特に顕著に表われており、最大主応力差は粘土単独の場合の約2.8倍となっている。またこのときの $(\sigma_1-\sigma_3)\sim\epsilon$ 関係が比較的よく締まった砂の一般的な曲線形に類似していることには注目しておかなければならぬ。以上のこととは σ_3 の大きさにかかわらず同傾向であった。

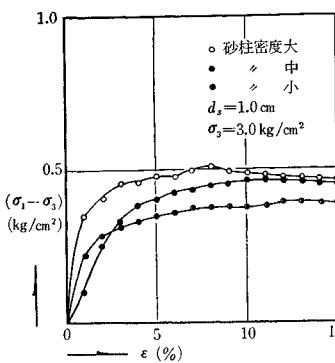
図-13は σ_3 をパラメーターにして描いた同様の図である。実線はやはり(B)に関するもので $d_s=1.0\text{ cm}$ の場合の試験結果であり、点線は $d_s=1.24\text{ cm}$ で(A)

図-13 主応力差と鉛直ひずみの関係



に関するものである。砂柱および粘土部はともに完全に水で飽和されているから、一見せん断強さは σ_3 の変化にあまり関係がないように想像されるが、実際には図にみられるようにかなり相違し、 σ_3 が大になるほど $(\sigma_1-\sigma_3)$ は大きくなっている。これは主として砂柱部のせん断とともにう砂のダイレイタンシーの性質に起因している。すなわち側圧が大になるほど粘土部をとおして発揮される砂の膨張を拘束する効果が大となり、結果的に砂のせん断の過程をとおして砂中の有効応力が増大するものと考えるのが自然である。またこの図によると $\sigma_3=1\text{ kg}/\text{cm}^2$ の場合には明確なpeak pointが生ぜず粘土に類似の曲線形を示しているが、 σ_3 が大きくなるにしたがって

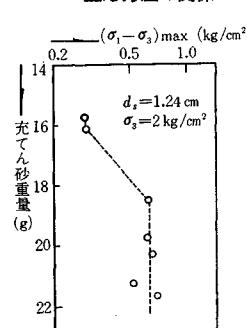
図-14 主応力差と鉛直ひずみの関係



peak pointがあらわれ、 $(\sigma_1-\sigma_3)_{\max}$ になる ϵ は小さくなってくる。そして特に(A)の場合に顕著なように、その曲線形が砂柱の影響を大きく受けていることがわかる。以上のこととは砂柱径が大であるほど著しかった。

なお図-14は(B)に関して砂柱密度を変えた場合の試験結果であり、砂柱密度の増大につれてせん断強さが大きくなることがわかる。しかし(A)に関する図-15に示すように、充てん砂の重量を増していくとある限度までは砂柱自体の密度が上昇しこれにつれて強さも増加するが、ある限界以上になると締固め圧力

図-15 充てん砂重量と最大主応力差の関係



が粘土の粘性による抵抗力よりも大となり $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ にはほとんど変化がないことに注目しなければならない。このことは実際の砂柱打設に際しても、その締固めエネルギーと粘土の強さとの他の関係において充てん砂の密度にはおのずから限界のあることを示している。

さて複合地盤の設計に際しては砂柱を含む粘土の变形や強さ特性、設計のための c, ϕ などの係数の推定が直接重要な問題となるわけであるが、この場合実際的には粘土単独あるいは砂単独の場合の諸性質からこれらが複合された複合土の諸性質を推測したいという要望が生ずるのは当然である。たとえば砂および粘土がそれぞれ單独別個に発揮しうる最大の強さが、複合土となった場合も同時に発揮されるとして複合地盤のせん断強さを推定する仕方は最も安易であるが、締固めた砂と柔らかい粘土の応力と変位関係の相違を思い起こせばこのような評価の仕方に納得できないことは明らかである。そこで砂および粘土の単独別個の応力～ひずみ関係から、これらによる複合土の強さや変形の性質を推定する一つの手段としてつぎのような計算を行なった。すなわち砂および粘土単独供試体に関する三軸圧縮試験より得られたそれぞれの $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon$ 関係において、同一の ϵ に対する主応力差を $(\sigma_1 - \sigma_3)_s, (\sigma_1 - \sigma_3)_c$ とし、一方全水平横断面積が A_t である複合土供試体の砂柱部と粘土部の断面積を A_s, A_c としたとき、やはり同一の ϵ に対するこの複合土供試体の主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{s+c}$ が次式で近似できるものとする。

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{s+c} = \frac{a(\sigma_1 - \sigma_3)_s A_s + (\sigma_1 - \sigma_3)_c A_c}{A_t} \quad \dots \dots \dots (17)$$

式(17)は一見すればわかるように、砂および粘土についての別個の応力～ひずみ関係をもとに、同一ひずみ量に対するそれぞれの主応力差を複合土における砂柱部と粘土部の実質断面積に比例して配分し、これらを加算したものをもってそのひずみ量に対する複合土の主応力差と考えることを意味している (Leonards は粘性土の核を有するアースダムのすべりに関して、異なる材料内を横切るすべり面の長さを考慮に入れて同様の計算を行なうことをすすめている¹⁹⁾)。式中 a は係数であり、砂に関してのみこののような係数を付加したのは、複合土において特に砂柱の強さはこれをとりまく粘土の強さにも支配されるから、常に粘土と同一の比重で効果をおよぼすとは考えにくいかからである。

(A) に関して実験値と比較した計算結果の例を示そう。図-16 は今回用いた豊浦標準砂と粘土の三軸圧縮試験結果である。砂に関しては、粘土中における砂柱の条件と少し異なるであろうがまったく同一の状態を再現することは不可能であるので排水試験と非排水試験を行なった。両者に大差はなかったが、どちらかといえば排

図-16 主応力差と鉛直ひずみの関係

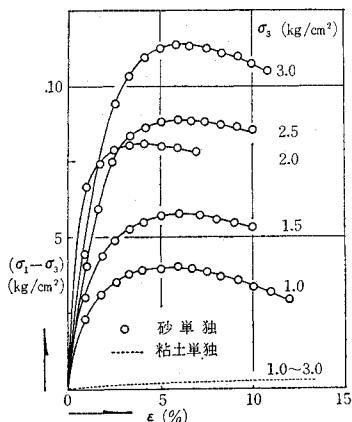
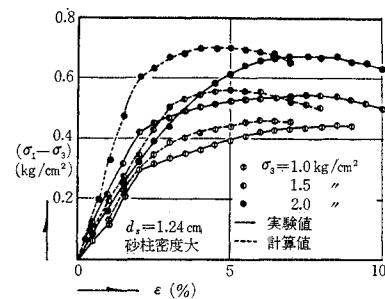


図-17 主応力差と鉛直ひずみの関係



水状態の方が粘土中の砂柱の状態に近いと考えられたのでこの結果を用いることにした。図-16 には排水試験の結果が描かれている。さて式(17)の a を $1/2$ とし図-16に基づいて計算した結果を実験曲線と比較すると図-17 のようになった。この図からわかるように計算曲線は実験曲線とよく一致している。このことは注目すべきであり、砂および粘土単独別個の曲線から複合土の応力～ひずみ関係を推定する一つの手段であると考えられるが、実際には砂のダイレイタンシーの性質により誘発されるせん断中の粘土の圧密効果や鉛直圧力の砂柱への集中効果など複合土特有の複雑な現象をともなっているはずであるから、式(17)のように主として面積のみに基づく算定法は厳密な意味では妥当性に欠ける面もある。また係数 a のもつ意味については今後の研究で調べたい。なお式(17)においては、砂柱部と粘土部のせん断面が基準面から同一傾斜していることを暗黙のうちに了解しているわけであるが (三軸の場合にはこれでよい)、複合地盤のすべり計算などで式(17)と同様の考え方を用いる場合には、せん断面の方向の相違を考慮して面積を考える必要が生ずるであろう。

表-2 に各試験における $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ 、これらに基づいて描いた Mohr の破壊円の包らく線が τ 軸を切る切片 (c) と傾斜角 (ϕ)などを一括表示した。なお表中 A-1 から B-12 までは砂柱密度大、B-13~B-15 が中、

表-2 非圧密非排水せん断試験結果

試験番号	d_s (cm)	σ_3 (kg/cm ²)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ (kg/cm ²)	c (kg/cm ²)	ϕ (°)
A-1~5	0	1.0, 1.5 2.0, 2.5 3.0	0.24	0.12	0
A-6	1.24	1.0	0.43		
A-7	1.24	1.5	0.55	0.10	6
A-8	1.24	2.0	0.69		
A-9	1.24	3.0	0.88		
B-1~3	0	1.0, 3.0 5.0	0.29	0.15	0
B-4	0.7	1.0	0.44		
B-5	0.7	3.0	0.51	0.15	2
B-6	0.7	5.0	0.51		
B-7	1.0	1.0	0.43		
B-8	1.0	3.0	0.51	0.15	2
B-9	1.0	5.0	0.57		
B-10	1.5	1.0	0.48		
B-11	1.5	3.0	0.74	0.15	4
B-12	1.5	5.0	0.78		
B-13	1.0	1.0	0.42		
B-14	1.0	3.0	0.47	0.20	1
B-15	1.0	5.0	0.53		
B-16	1.0	1.0	0.31		
B-17	1.0	3.0	0.39	0.13	1
B-18	1.0	5.0	0.45		

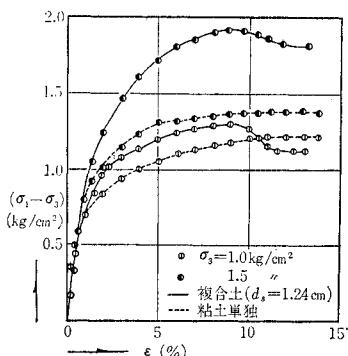
B-16~B-18 が砂柱密度小の結果である。

b) 圧密非排水せん断試験 (A) の場合は等方圧密のあと 0.083%/min のせん断速さで、また (B) については等方圧密あるいは K_0 -test のあと 0.06%/min の速さでせん断した。せん断中おおむね砂柱部と粘土部の間げき水圧を測定したが、特に (B) においては間げき水圧測定の精度をあげるためにせん断開始前に約 0.5 kg/cm² の back pressure を導入した。

まず応力～ひずみ関係をみてみる。図-18 は (A) に関するもので、図中点線は粘土単独の、また実線は $d_s=1.24$ cm (圧密開始時の値、以下同じように初期値

で表示する) の砂柱を含む粘土供試体の等方圧密後のせん断試験における $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon$ 関係の一例である。複合土の応力～ひずみ曲線には砂柱の影響が表わされている。また最大主応力差を含水比に對して描いたの

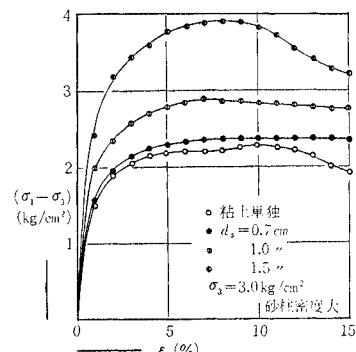
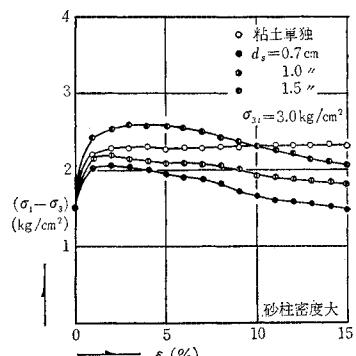
図-18 主応力差と鉛直ひずみの関係



が図-19 である。図中複合土に関するものは、その $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ を“粘土部分の含水比”に対してプロットしてある。この図によると複合土の場合も粘土単独の場合と同様に $w \sim \log(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ 関係に直線性のあることがわかる。またこの図において特に注意しなければならないのは、両者がほぼ平行でしかも複合土に関するものが粘土単独の場合の右側に位置していることである。このことは砂柱の効果が同一含水比に対する両者の横軸の差としてあらわれていることを示している。いいかえると粘性土に関して同程度の圧密が完了したあとの強さは、適當な径の砂柱を含む場合が粘土単独にくらべてかなり大きくなることを示唆している。

図-20, 21 は (B) に関する d_s をパラメーターにして描いた図で、前者は $\sigma_3 = 3 \text{ kg/cm}^2$ で等方圧密したあと応力～ひずみ関係を、また後者は圧密開始時の側圧 $\sigma_{3i} = 3 \text{ kg/cm}^2$ で K_0 -test したあとのものである。図-20 をみると d_s の増大につれて主応力差は大きくなり、曲線形も砂のそれに近づいてくることがわかる。 $d_s = 0.7 \text{ cm}$ の場合は粘土単独の場合に比較してそれほど顕著な

図-20 主応力差と鉛直ひずみの関係(等方圧密後)

図-21 主応力差と鉛直ひずみの関係(K_0 -test 後)

増加をみせていないが、 $d_s=1.5 \text{ cm}$ になると粘土単独の場合の約2倍の強さを示している。しかも後の図-22に示すように複合土の場合、試験終了後の粘土部の含水比が粘土単独の場合とほぼ同等かそれ以上になっていることに注意しておかなければならない。一方側方変位のない圧密を受けた図-21の場合においてもやはり d_s の増加につれて主応力差は大きくなっているが、その程度は図-20の場合のように大きくなく、また $d_s=0.7$ および 1.0 cm の場合には粘土単独の場合よりもむしろ小さくなっている。しかしこの場合も各供試体の粘土部の

含水比に注目して

評価することが重

要である。この意

味で以上2つの場

合に関して図-19

と同様の整理を行

なったのが図-

22、図-23であ

る。データは多

少ばらついてはい

るが傾向は比較的

はっきりしてい

る。すなわち、

$d_s=0.7 \text{ cm}$ の場

合には等方圧密

後、 K_0 -test 後の

いずれの場合も砂

柱による強度増加

はほとんどみられ

ないが、 $d_s=1.0$

cm になると前者

ではかなりの程

度、また後者でも

ごくわずかではあ

るがその効果があ

らわれ、 $d_s=1.5$

cm の場合には同一粘土部含水比に対し全般に著しい強

さ増加が認められる。なお三軸圧縮試験ではせん断中の

側方変位量がかなり大きいが、群ぐい状態で砂柱を含ん

でいる実際の複合地盤の場合にはこの側方への変位がか

なりの程度拘束され、実際には三軸の場合の側圧に相当

する拘束力がせん断中に徐々に増大することが考えられ、したがって一般に図-19、図-22、図-23の結果

よりも砂柱効果が大になるのではないかと予想される。

図-24は(B)に関し砂柱密度を変化させた場合の $(\sigma_1-\sigma_3) \sim \epsilon$ 関係を描いた一例である。初期の砂柱密度が小さい場合にはその強さは粘土単独の場合とほとんど変わらない。砂柱密度が増すと強さはかなり上昇する

図-22 含水比と最大主応力差の関係(等方圧密後)

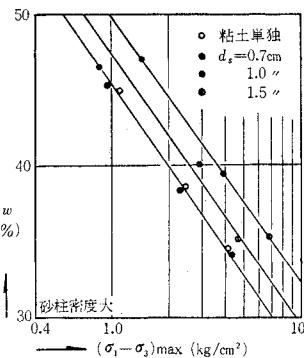


図-23 含水比と最大主応力差の関係(K_0 -test 後)

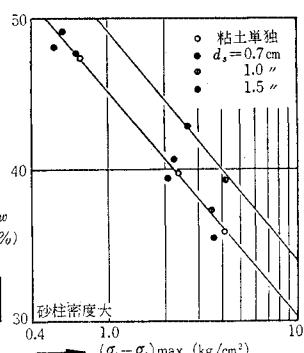


図-24 主応力差と鉛直ひずみの関係

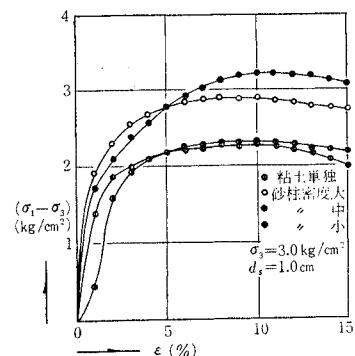
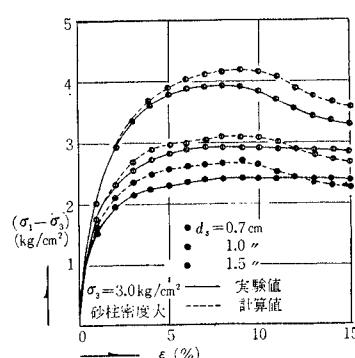


図-25 主応力差と鉛直ひずみの関係



が、しかし図-24はこれにも限度が存在することを示唆している。このことは注目しておかなければならぬ事実であり、非圧密非排水試験の場合の図-15と同様砂柱密度の上昇には粘土の強さとの関連において限度があるものと予測される。

図-25は図-17の整理と同じように式(17)を用いて計算した結果を実験結果と比較した一例である。(B)に関して等方圧密したあとのものである。計算のもとなる砂および粘土単独供試体の $(\sigma_1-\sigma_3) \sim \epsilon$ 関係はそれぞれ排水せん断(図-16)および圧密非排水試験より求め、計算には式(17)中の α を1とした。このようにすると図に示すように計算曲線は実験曲線と非常によく一致し、しかも最大主応力差を与えるひずみ量にもほとんど差がない。図は省略するが(A)に関してても両者は非常によい一致を示した。このことは砂柱を含む複合土の強さや変形の性質を推定するうえで非常に興味深いことであるが、先にも述べたように厳密な意味では式(17)自身妥当性を欠いている面もあり、また α の不明確などもあわせて今後の実験的研究により明らかにしていかなければならないと考えている。

つぎにせん断中の間げき水圧の挙動について述べる。ここでは主として(B)に関する結果を検討する。図-26は等方圧密後の供試体のせん断中の砂柱部および粘土部の間げき水圧を軸ひずみに対して描いた一例で、

図-26 間げき水圧と鉛直ひずみの関係

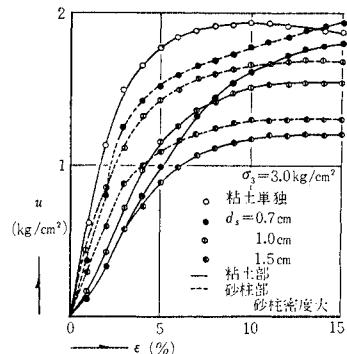


図-20 に対応する結果である。この図によると複合土では粘土単独供試体の場合にくらべて発生間げき水圧が小さい。また d_s の増大とともに間げき水圧が小さくなっているが、これは d_s が大になるにしたがって供試体全体に対する砂柱部のせん断の影響程度が大きくなってくるからであろう（試みに今回程度の密度を有する砂単独供試体に関して等体積せん断をすると明らかに負圧を発生する）。また砂単独供試体における間げき水圧の挙動から予想すると一見砂柱部の間げき水圧は非常に低いかまたは負になるのではないかと予想されるが、これに反して実際には図に示すように砂柱部の間げき水圧は全般にかなり高く、しかも同時に測定された粘土部のそれよりも大きくなっていることに注目しなければならない。ここにも複合土の特殊性があり、現象は非常に複雑であるが、砂中の圧力の集中という観点から砂柱部に作用する平均圧力が粘土部のそれにくらべて予想以上に大きいことに起因すると考えるのが自然であろう。一つの試みとして粗雑ではあるが、せん断中の応力集中に關

$$\sigma_s = \frac{3 \Delta u_s + (\sigma_1 + 2 \sigma_3) + 3\sqrt{2} a_s (\sigma_1 - \sigma_3)}{(1+2K_1) + 3\sqrt{2} a_s (1-K_1)}$$

$$\sigma_c = \frac{3\sqrt{2} \Delta u_c + (\sqrt{2} + 6 a_c) \sigma_1 + (\sqrt{2} - 3 a_c) \sigma_3 - (\sqrt{2} - 3 a_c) K_1 \sigma_s}{\sqrt{2} + 6 a_c}$$

ここに、 $K_1 = \sigma_i / \sigma_s$ で土圧係数のようなものである（村山²¹⁾はコンポーナー打設地盤の強さに関する、限界状態

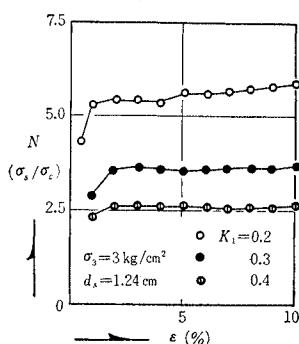
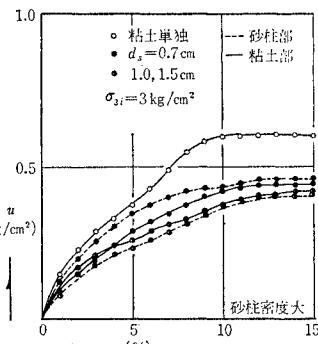
図-27 $N = \sigma_s / \sigma_c$ と鉛直ひずみの関係

図-28 間げき水圧と鉛直ひずみの関係



してつぎのような推定が可能である。Henkel によれば非排水条件のもとで 3 主応力が $\Delta \sigma_1, \Delta \sigma_2, \Delta \sigma_3$ だけ変化すると間げき水圧の変化量 Δu はつぎのような形で書ける²⁰⁾。

$$\Delta u = \frac{1}{3} (\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3) \\ + a [(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_2)^2 + (\Delta \sigma_2 - \Delta \sigma_3)^2 + (\Delta \sigma_3 - \Delta \sigma_1)^2]^{1/2} \quad \dots \dots \dots (18)$$

ここに、 a は間げき水圧係数である。 $\sigma_2 = \sigma_3$ の一般的な三軸圧縮試験の場合、上式右辺第 1 項を $\Delta \sigma_m$ と書き、第 2 項を整理するとつぎのようになる。

$$\Delta u = \Delta \sigma_m + \sqrt{2} a (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad \dots \dots \dots (19)$$

さて今回の複合土のような場合、砂柱をとおして粘土に伝わる水平横圧力 $p_i = \sigma_i$ は鉛直軸方向に等分布しているとは考えられず、また σ_i と粘土外周面に作用するいわゆる側圧 σ_3 は等しくないであろうから、供試体各部が受けている応力の状態は実際にはかなり複雑なものになっていると考えられるが、いま簡単のため砂柱および粘土部に関して式(19)が準用できるものと仮定すると、

$$\left. \begin{aligned} \Delta u_s &= \Delta \sigma_{ms} + \sqrt{2} a_s (\Delta \sigma_{1s} - \Delta \sigma_{3s}) \\ \Delta u_c &= \Delta \sigma_{mc} + \sqrt{2} a_c (\Delta \sigma_{1c} - \Delta \sigma_{3c}) \end{aligned} \right\} \quad \dots \dots \dots (20)$$

となり、 $\Delta \sigma_1, \Delta \sigma_3$ が、

$$\left. \begin{aligned} \Delta \sigma_{1s} &= (\sigma_s - \sigma_1), & \Delta \sigma_{3s} &= (\sigma_i - \sigma_3) \\ \Delta \sigma_{1c} &= (\sigma_c - \sigma_1), & \Delta \sigma_{3c} &= \frac{1}{2} (\sigma_i - \sigma_3) \end{aligned} \right\} \quad \dots \dots \dots (21)$$

で近似できるものとすると、式(21)を(20)に用いることによって砂柱部および粘土部に作用する鉛直圧力 σ_s, σ_c は結局つぎのようになる。ここに添字 s は砂を、 c は粘土を表わす。

$$\left. \begin{aligned} \Delta \sigma_{1s} &= (\sigma_s - \sigma_1), & \Delta \sigma_{3s} &= (\sigma_i - \sigma_3) \\ \Delta \sigma_{1c} &= (\sigma_c - \sigma_1), & \Delta \sigma_{3c} &= \frac{1}{2} (\sigma_i - \sigma_3) \end{aligned} \right\} \quad \dots \dots \dots (22)$$

におけるこの K_1 に、 $K_1 = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$ を適用している。この式によるとたとえば $\phi = 30^\circ, 40^\circ$ に対して $K_1 = 0.33, 0.22$ となる。さて図-26 の $d_s = 1.0 \text{ cm}$ の場合に関して $K_1 = 0.2, 0.3, 0.4$ として σ_s, σ_c を計算し、 $N (= \sigma_s / \sigma_c)$ を ϵ に対して描いたのが図-27 である。図から上記のような計算によると鉛直圧力の集中比がこの場合 2.5~6 程度になることがわかる。なお計算にあたり、式(22)中の a_s, a_c としては砂あるいは粘土単独供試体による試験結果から算出した値を用いた。

図-28 は K_0 -test 後のせん断試験に関するもので、図-21 に対応するものであ

る。図-28 を図-27 と比較すると、前者は後者にくらべて発生する間げき水圧の絶対量がはるかに小さい。これは図-28 の場合図-27 に比較して供試体の受けた全體としての平均圧力が小さいのに加えて、主応力差によって発生するべき間げき水圧のかなりの量がすでに圧密中に発生しているからである。また $d_s=1.0\text{ cm}$ 以上になると図-27 の場合とは逆にわずかではあるが粘土部の間げき水圧のほうが砂柱部のそれよりも高くなっている。これらは砂柱部と粘土部の外圧分担割合に主として支配されると考えられるが、いずれにしても複合土の粘土部の間げき水圧は粘土単独の場合に比較してはるかに小さいから、複合土には砂のダイレイタンシー効果と砂柱への圧力集中の影響がはいっていることは事実である。以上の結果は σ_{3i} の大きさにかかわらず同傾向であった。

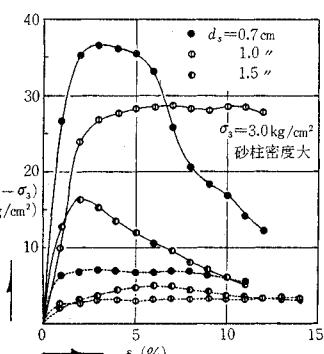
表-3 圧密非排水せん断試験結果

試験番号	d_s (cm)	σ_3 or σ_{3i} (kg/cm ²)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ (kg/cm ²)	u (kg/cm ²)		ϕ (°)
				粘土部	砂中部	
A-10	0	1.0	1.22	0.61		19
A-11	0	1.5	1.38	0.89		
A-12	0	2.0	1.86	1.10		
A-13	0	2.5	2.11	1.52		
A-14	0	3.0	2.77	1.95		
A-15	1.24	1.0	1.30	0.29		22
A-16	1.24	1.5	1.92	0.40		
A-17	1.24	1.5	1.74	0.62		
A-18	1.24	1.5	1.71	0.55		
A-19	1.24	1.5	1.74	0.51		
A-20	1.24	2.5	3.43	0.71		
A-21	1.24	3.0	3.57	0.50		
B-19	0	1.0	1.10	0.21		18
B-20	0	3.0	2.30	1.46		
B-21	0	5.0	4.37	2.90		
B-22	0.7	1.0	0.87	0.38	0.48	18
B-23	0.7	3.0	2.39	1.62	1.81	
B-24	0.7	5.0	4.08	2.64	2.86	
B-25	1.0	1.0	0.94	0.45	0.51	19
B-26	1.0	3.0	2.90	1.37	1.57	
B-27	1.0	5.0	4.61	2.30	2.68	
B-28	1.5	1.0	1.42	0.31	0.40	23
B-29	1.5	3.0	3.89	1.12	1.24	
B-30	1.5	5.0	6.65	1.80	2.10	
B-31	1.0	3.0	2.94	1.05	1.44	
B-32	1.0	3.0	2.37	1.01	1.40	
B-33	0	1.0	0.72	0.14		17
B-34	0	3.0	2.35	0.60		
B-35	0	5.0	4.08	0.50		
B-36	0.7	1.0	0.58	0.10	0.03	15
B-37	0.7	3.0	2.06	0.09	0.13	
B-38	0.7	5.0	3.59	0.32	0.47	
B-39	1.0	1.0	0.52	0.14	0.05	15
B-40	1.0	3.0	2.20	0.13	0.16	
B-41	1.0	5.0	3.47	0.18	0.25	
B-42	1.5	1.0	0.68	0.10	0	17
B-43	1.5	3.0	2.62	0.22	0.32	
B-44	1.5	5.0	4.07	0.10	0.10	

b) のせん断試験の結果は一括して表-3 に示してある。表中試験番号 A-10~B-30 は砂柱密度大で等方圧密後のせん断試験結果、B-31, B-32 も等方圧密後であるが密度がそれより小、B-33~B-44 までは密度大で一次元圧密後のせん断試験結果である。

c) 砂柱のみに鉛直荷重を加えた場合のせん断強さ 粘土部にくらべて砂柱に極端に大きな鉛直荷重が作用する場合が考えられる。このような状態下にある複合土供試体の強さを調べるために、(B) に関して非圧密あるいは圧密後非排水状態で砂柱のみに鉛直荷重を加える試験を行なった。図-29 は試験結果の一例であり、点線は圧密しない供試体に、また実線は等方圧密した供試体に関するものである。この図によると d_s が小なるほど、すなわち粘土部の厚さが大であるほど主応力差は大きく、特に等方圧密後の $d_s=0.7, 1.0\text{ cm}$ の場合の最大主応力差は砂単独供試体の場合(図-16)をはるかに上まわっている。また実線と点線を比較すると実線のほうがはるかに大きい。これらのこととはこの種の載荷条件のもとでの強さが砂柱自身の強さに依存すると同時に、砂柱を拘束する粘土の厚さと強さに大きく支配されることを示している。実線および点線に関して d_s の異なるそれぞれ 3 個ずつの供試体については、その粘土部の強さにほとんど差がないと考えられるから、 d_s の変化によるせん断強さの相違は砂柱を補捉している粘土部の厚さに主として依存している。この意味でつぎのような再整理をしてみるとことは有意義である。

図-29 主応力差と鉛直ひずみの関係



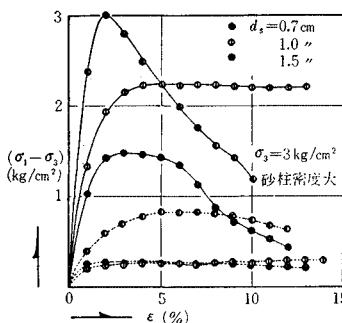
影響圏全体(供試体全体)として考えたとき、全断面積に対して結局総計どれだけの載荷を許したことになるか、すなわち 1 つの単位の面積である影響圏全体に対して評価したとき上述のせん断強さが面積的にみてどの程度の有効さがあるかということは、このような載荷条件が予測される場合の実際問題においては砂柱径を決定する一つの重要な要素となる。このためには、上述の主応力差($\sigma_1 - \sigma_3$)を砂柱部の断面積 A_s に乘じたもの、すなわち影響圏全体の面積を占有しながら結局ささえうる力として砂柱の効果を評価すればよい。いま影響圏全体の断面

積 A_t はすべて同じとして大差ないから、 $(\sigma_1 - \sigma_3) A_s$ を A_t で除した応力で表示することにして図-29を整理しなおしたもののが図-30である。この図と粘土単独供試体の場合(たとえば図-12、図-20参照)

を比較すればわかるように、 $d_s = 1.5 \text{ cm}$ の場合の主応力差は粘土単独のそれに比較してはるかに大きく砂柱打設の意義が十分あるのに対し、 $d_s = 1.0 \text{ cm}$ の場合は粘土単独の場合を少し上まわる程度にすぎず、さらに $d_s = 0.7 \text{ cm}$ の場合ではむしろこれより小さくなっている。このことは砂柱に極端に大きな鉛直荷重が集中する場合には、影響圏全体に対する砂柱径にはおのずから有効な大きさが存在することを示している。砂柱径があまりに小さいと経済的な地盤面積の活用という見地からはなはだ不利であり、このような場合には砂柱部への鉛直荷重の集中ができるだけ避ける手段をとるべきである。

表-4 に本節で述べた試験結果を総括してある。試験番号 B-45～B-60 は圧密後砂柱に載荷した場合で B-58 までが初期密度大、B-59 が中、B-60 が小である。また

図-30 主応力差と鉛直ひずみの関係



B-61～B-73 の試験は非圧密の供試体に関するもので、B-71 までが密度大、B-72 が中、B-73 が密度小に関する試験結果である。

5. むすび

粘性土中に砂柱を含む複合地盤の変形や強さに関する種々の挙動は非常に複雑で、未解明な点が多い。このような複合地盤の力学的性質を解明するための第1段階として、砂柱を含む粘土供試体の圧密やせん断強さについて三軸圧縮試験による実験的研究を行ない、種々の考察を加えた。得られたおもな結果を列挙すると以下のとおりである。

(1) 圧密促進におよぼす砂柱の効果は顕著であり、その圧密過程は圧密係数のとり方を誤まらないかぎり一般に Barron の理論式によく一致するが、合致の程度は K_0 -test よりも等方圧密のほうがよかった。

(2) K_0 -test における過剰間げき水圧の消散過程は等方圧密の場合にくらべて圧密初期においては早く、また圧密終期には逆に遅れてくる。

(3) 砂柱径が 1.0 cm ($n=3.5$) 以上になると沈下の低減効果が顕著であった。また沈下量に関する考察より砂柱部と粘土部に作用する鉛直圧力の比の試算式を示した。

(4) K_0 -test における主応力比は圧密の進行とともに 1 から次第に減少し、圧密終了時には 0.5 に漸近した。

(5) 砂柱を含む粘土の強さに関して、二次元弾塑性問題としての厚肉中空円筒の考え方を拡張、適用するのには種々の現象面から考えて問題が多い。

(6) 非圧密非排水せん断強さは d_s が大であるほど、また側圧が大であるほど大きい。また砂柱の密度を増すとせん断強さは上昇するが、粘土部の強さとの関連において有効な充てん砂の密度には限界がある。

(7) 上述した実験結果を式(17)で $a=1/2$ とした計算結果と対比したところ両者はよく一致した。

(8) 圧密非排水せん断強さに関しても(6)と同様の傾向があったが、全般に K_0 -test 後の場合にくらべて等方圧密後の強さの増加がより顕著であった。また半対数紙上に最大主応力差と粘土部の含水比の関係を描くと両者はほぼ直線関係にあり、せん断強さの増加の様子が明らかとなった。

(9) 等方圧密後のせん断強さに関して、式(17)の a を 1 として計算した結果は実験結果と非常によく一致した。

(10) 等方圧密後の場合にくらべて K_0 -test 後の供試体ではせん断中に発生する過剰間げき水圧はかなり小さく、また砂柱への鉛直圧力の集中に起因して砂柱部の間げき水圧は予想以上に大きかった。間げき水圧に関する

表-4 砂柱のみに載荷した場合のせん断試験結果

試験番号	d_s (cm)	σ_3 (kg/cm²)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ (kg/cm²)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max} \times A_s / A_t$ (kg/cm²)
B-45	0.7	1.0	12.62	0.51
B-46	0.7	3.0	36.53	1.47
B-48	0.7	3.0	43.76	1.75
B-49	0.7	5.0	49.92	2.00
B-50	0.7	5.0	43.16	1.73
B-51	1.0	1.0	8.79	0.72
B-52	1.0	3.0	28.97	2.36
B-53	1.0	5.0	39.80	3.25
B-54	1.5	1.0	6.40	1.18
B-56	1.5	1.0	6.87	1.26
B-57	1.5	3.0	16.34	3.01
B-58	1.5	5.0	23.44	4.31
B-59	1.0	3.0	27.00	2.21
B-60	1.0	3.0	25.70	2.10
B-61	0.7	1.0	7.46	0.30
B-62	0.7	3.0	7.05	0.28
B-63	0.7	5.0	9.50	0.38
B-64	1.0	1.0	4.41	0.36
B-67	1.0	3.0	3.78	0.31
B-68	1.0	5.0	4.68	0.38
B-69	1.5	1.0	2.76	0.51
B-70	1.5	3.0	4.53	0.84
B-71	1.5	5.0	3.08	0.57
B-72	1.0	3.0	3.47	0.28
B-73	1.0	3.0	3.37	0.28

考察に基づいて圧力集中比の試算結果を示した。

(11) 砂柱に極端に大きな鉛直載荷が行なわれる場合、複合土のせん断強さは粘土部の強さと厚さに支配されるが、強さが同じ場合、粘土部の厚さに関連して有効な砂柱径の考え方を実験結果に基づいて示した。

終りにあたり終始ご指導を賜った京都大学村山朔郎教授、同赤井浩一教授、同柴田徹助教授に対し深く感謝するとともに、実験に協力された市川裕一氏（現大阪市）に感謝する次第である。また本研究が 40 年度文部省科学研究費（課題番号 5071）の補助のもとに実施されたことを記し謝意を表する。

参考文献

- 1) Barron, R.A. : Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells, Trans. of Am. Soc. Civil Eng., Vol. 113, 1948, pp. 718~742.
- 2) Rendulic, L. : Der Hydrodynamische Spannungsausgleich in Zentral Entwasserten Tonzylinern, Wasserwirtschaft und Technik, Vol. 2, 1935, pp. 250~253, pp. 269~273.
- 3) Richart, F.E., Jr. : A Review of the Theories for Sand Drains, Proc. of Am. Soc. Civil Eng., Jour. of Soil Mechanics and Foundation Div., Paper No. 1301, SM 3, 1957, pp. 1301-1~1301-38.
- 4) Schiffman, R.L. : Consolidation of Soil under Time-Dependent Loading and Varying Permeability, Proc. of Highway Research Board, Vol. 37, 1958, pp. 584~617.
- 5) Terzaghi, K. : Erdbaumechanik, F. Deuticke, Vienna, 1925, pp. 111~183.
- 6) 赤井浩一・足立紀尚：有効応力よりみた飽和粘土の一次元圧密と強度特性に関する研究、土木学会論文集、第 113 号、1965, pp. 11~27.
- 7) 萩木竜雄・佐藤勝英：複合土の直接せん断試験による実験的研究、第 21 回土木学会年次学術講演会講演概要第 III 部、pp. 62-1~62-2.
- 8) 萩木竜雄：複合土の直接せん断試験による実験的研究(第 1 報), 土と基礎, Vol. 13, No. 3, 1965, pp. 19~24.
- 9) Hill, R., Lee, E.H. and Tupper, S.J. : Plastic Flow in a Closed Ended Tube with Internal Pressure, Proc. of 1st U.S. Nat. Cong. Appl. Mech. 1952, pp. 561~566.
- 10) Steel, M.C. : Partially Plastic Thick-Walled Cylinder Theory, Jour. of Appl. Mech., Vol. 19, 1952, pp. 133~140.
- 11) Hodge, P.G., White, G.N., Jr. and Providence, R.I. : A Quantitative Comparison of Flow and Deformation Theories of Plasticity, Jour. of Appl. Mech., Vol. 17, 1950, pp. 180~184.
- 12) 前出 5), pp. 211~222.
- 13) Terzaghi, K. : Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons Inc., 1943, pp. 202~215.
- 14) Fröhlich, O.K. : Druckverteilung im Baugrunde, Julius Springer, 1934, pp. 166~177.
- 15) Wu, T.H., Loh, A.K. and Malvern, L.E. : Study of Failure Envelope of Solis, Proc. of Am. Soc. Civil Eng., Jour. of Soil Mechanics and Foundation Div., Paper No. 3430, 1963, pp. 145~181.
- 16) Timoshenko, S. and Goodier, J.M. : Theory of Elasticity, McGraw-Hill Book Co. Inc., 1951, pp. 1~28.
- 17) Hill, R. : The Mathematical Theory of Plasticity, Oxford Press, 1950, pp. 106~114.
- 18) Hythornthwaite, R.M. : Mechanics of the Triaxial Test for Soil, Proc. of Am. Soc. Civil Eng., Jour. of Soil Mechanics and Foundation Div., Paper No. 2625, SM 5, 1960, pp. 35~62.
- 19) Leonards, G. : Foundation Engineering, McGraw-Hill Book Co. Inc., 1962, pp. 176~179.
- 20) Henkel, D.J. : The Shear Strength of Saturated Remoulded Clays, Am. Soc. Civil Eng. Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, 1960, pp. 550~552.
- 21) 村山朔郎：粘性土に対するヴァイブロ・コンポーザ工法の考察、建設の機械化、第 150 号、1962, pp. 10~15.

(1966.10.6・受付)